

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

VIII. JAHRGANG 1911.

NO. 5.

Versuche mit Betonsäulen.

Von Professor M. Rudeloff.

Vortrag, gehalten auf der XIV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ am 14. Februar 1911 in Berlin.

Abbildung 1. Form der untersuchten Querbewehrungen.

In dem Wunsche des Vorstandes des „Deutschen Beton-Vereins“ Folgebend, habe ich es übernommen, über die Versuche mit Eisenbeton-Säulen zu berichten, die auf Antrag des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ im kgl. Materialprüfungsamt in Gr.-Lichterfelde ausgeführt sind. Ueber die Ergebnisse dieser Versuche liegt ein gedruckter Bericht bereits vor; wenn ich nun trotzdem mich habe bereit finden lassen, nochmals auf diesen Gegenstand zurückzukommen, so geschieht dies aus folgendem Grunde.

Der gedruckte amtliche Bericht beschränkt sich seinem Zweck entsprechend lediglich auf die Mitteilung der Ergebnisse der Versuche, er bringt keine weitergehenden Betrachtungen über die Wirkungsweise der Bewehrungen. Ihn nach dieser Richtung hin zu erweitern, möge der Zweck meiner heutigen Ausführungen sein. Dabei sollen zugleich auch die einschlägigen Ergebnisse anderer Untersuchungen, soweit dies bei der verfügbaren Zeit möglich ist, mit in die Betrachtungen gezogen werden.

Die Aufgabe der im Amt ausgeführten Versuche war lediglich: Aufschluß über die zweckmäßigste Form der Querbewehrungen in Eisenbetonsäulen zu erlangen. Es war also nicht beabsichtigt, aus den Ergebnissen bereits Unterlagen für die Aufstellung und Nachprüfung der Formeln zur Berechnung der zulässigen Belastung von Säulen zu erzielen. Von diesem Gesichtspunkte aus sind die Versuche als Vorversuche bezeichnet und als solche zu betrachten.

Im Hinblick auf die hervorragend praktische Bedeutung der Aufgabe und zur Befriedigung der Bedürfnisse der Praxis hatte der „Deutsche Ausschuss für Eisenbeton“ zwei Hrn. Ihres Vereins, Hrn. Dir. Dr. Koenen und Hrn. Hüser, damit betraut, Vorschläge für die zu untersuchenden Bewehrungsarten und Abmessungen der Probestücke zu machen. Auf Grund dieser Vorschläge wurde vom Ausschuss beschlossen, zunächst in Reihe I 13 verschiedene Querbewehrungen zu untersuchen, wie sie Abb. 1 zeigt.

Die Länge der Probestäulen betrug 2 m, ihr Querschnitt 900 qcm. Alle Säulen enthielten vier Längseisen von 16 mm Durchmesser. Die Säulen mit Bügelbewehrungen (Säulen 1—11) hatten quadratischen, die mit kreisförmigen Ringen bewehrten (Säulen 12 und 13) achteckigen Quer-

No. d.Säule	Querschnitt durch die Säule	Einzelheiten der Bügelbewehrung	No. d.Säule	Querschnitt durch die Säule	Einzelheiten der Bügelbewehrung
1			8		wie bei No. 3 bzw. No. 7
2		Hakenlänge 5 cm wie bei No. 1	9		wie bei No. 4 bzw. No. 7
3			10		abwechselnd wie bei No. 1 bzw. No. 5
4					
5			11		abwechselnd wie bei No. 2 bzw. No. 7
6		wie No. 1 bzw. No. 5			
7			12		Hakenbildung
		Umfangsbügel w. No. 2			
			13		Hakenbildung wie No. 12

schnitt. Die Eisenstärke der Querbewehrungen betrug stets 7 mm, ihr gegenseitiger Abstand 200 mm und der Abstand der beiden äußersten Bewehrungen von den Endflächen je 100 mm.

Mit jeder der genannten Bewehrungsarten wurden drei Parallelversuche ausgeführt. Außerdem wurden geprüft: drei unbewehrte Säulen und einige mit Bügeln bewehrte Säulen, bei denen die Längseisen in Stücke von 200 mm Länge zerschnitten waren oder ganz fehlten.

Zu den verwendeten Baustoffen sei kurz folgendes erwähnt: Der Zement war normengemäßer Portlandzement; der Kies war aus drei verschiedenen Korngrößen so zusammengemischt, daß das Gemisch den größtmöglichen Dichtigkeitsgrad hatte. Das Eisen war gewöhnliches Handeisen, es besaß für die Längsbewehrung im Mittel 2860 kg/qcm Streckgrenze, 4230 kg/qcm Bruchfestigkeit und 23,6 % Dehnung; für das Eisen der Querbewehrungen lauten die Werte der Reihe nach: 3750 bzw. 4830 kg/qcm und 21,2 %.

Das Mischen des Betons erfolgte in der Mischmaschine, Bauart Hüser.

Dem Wasserzusatz zum Beton war ganz besondere Aufmerksamkeit zugewendet; auf Grund von Vorversuchen wurde er von dem Ausschuß auf 9,5 %, bezogen auf das Gewicht des trockenen Gemenges von Zement und Kies, festgesetzt.

Die Herstellung der Säulen erfolgte auf dem Gelände des Amtes im Freien, stehend, in hölzernen Formen. Damit nun auch die Ausführung der Arbeit möglichst so war, wie in der Praxis üblich, wurden sämtliche Arbeiten, d. h. das Herrichten der Bügel und deren Einbringen in den Beton, sowie das Stampfen des letzteren von Angestellten der Firma Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin ausgeführt.

An fünf, weit auseinander liegenden Tagen (5. Nov. bis 10. Dez.) wurden neben den Säulen je drei Würfel gestampft; die an ihnen festgestellte Druckfestigkeit des Betons von 45 Tagen Alter schwankte zwischen 173 bis 203 kg/qcm; im Mittel betrug sie 189 kg/qcm.

Die Prüfung der Säulen erfolgte nach dem eigenen Ermessen des Amtes. Bei Wahl des Verfahrens wurde besonderes Augenmerk darauf gerichtet, daß es von Interesse sei, nicht nur kennen zu lernen, wie groß die Wirkung der Bewehrungen auf die Bruchlast ist, sondern auch darzutun, ob sie schon bei geringeren Beanspruchungen, etwa innerhalb der Nutzlast, in die Erscheinung tritt.

Zu diesem Zweck war es geboten, bei den verschiedenen Bewehrungsarten den Verlauf der Formänderungen mit wachsender Belastung festzustellen.

In Frage kamen hierbei:

1. die Längenänderungen, d. h. die Verkürzungen der Säulen innerhalb der nach Lage und Größe gleichen Meßlängen, und

2. die Querdehnungen.

Besonders die letzteren mußten um so geringer ausfallen, je mehr die Querbewehrungen innerhalb der Belastungen, bei denen die Messungen stattfanden, ihre Wirkung äußerten. Von diesem Gesichtspunkte aus mußte auch erwartet werden, daß die Querdehnungen, an derselben Säule, gemessen in Querschnitten ohne Bewehrungen größer sein würden als in denjenigen Querschnitten, in denen die Bewehrungen sich befanden.

Von den genannten Betrachtungen ausgehend, wurden die Meßapparate nach Abbildung 2 angeordnet.

Die Längenänderungen wurden mit zwei diametral gegenüberliegenden Martens'schen Spiegelapparaten (1) auf 1 m Länge in $\frac{1}{10000}$ mm gemessen, die Querdehnungen mit den vier tasterartigen Apparaten (2 bis 5) in der Uebersetzung von etwa 1:500. Von diesen Apparaten sollten 2, 4 und 5 in bewehrtem, der Apparat 3 in einem unbewehrten Querschnitt angebracht werden. Leider ist diese Absicht, wie sich später bei den Versuchen herausstellte, nicht erreicht, weil die Querbewehrungen sich beim Stampfen der Säulen verschoben hatten. Sie waren von der herstellenden Firma absichtlich an den Längseisen nicht befestigt worden.

Wenn nun auch die Messungen infolge dieses Mißgeschickes das angestrebte Ziel, Vergleichswerte für bewehrte und unbewehrte Querschnitte zu erlangen, bei dieser ersten Versuchsreihe nicht erreichen ließen, so habe ich doch geglaubt, auch an dieser Stelle von ihnen sprechen zu sollen, um Gelegenheit zu nehmen, gegenüber der mehrfach ausgesprochenen Anschauung, daß Querdehnungsmessungen überhaupt wertlos seien, ihre Bedeutung zu betonen. Ich stehe nicht an, hierbei hervorzuheben, daß es mir eine ganz besondere Freude war, in der Schrift von Wayss & Freytag: „Umschnürter Beton, seine Theorie und Anwendung im Bauwesen“, 1910 erst vor wenigen Tagen folgende Anschauung ausgesprochen zu finden, die sich mit der

meinigen vollkommen deckt: „Die sämtlichen Berechnungsarten harren jedoch noch jener Feststellungen, die sich erst auf Grund eingehender Messungen ergeben können. Diese Messungen müssen sich auf die genaue Festlegung der jeweiligen Längenänderungen des Betons und des Eisens sowohl in achsialer Richtung als auch in der Querrichtung erstrecken.“

Bevor ich nun in die Besprechung der erzielten Versuchsergebnisse eintrete, habe ich noch auf einen zweiten Umstand hinzuweisen, der dazu geführt hat, daß den Ergebnissen der ersten Versuchsreihe eine gewisse Unsicherheit anhaftet. Wenn dieser Umstand nicht von vorneherein beachtet wurde, so geschah es aus dem einfachen Grunde, weil sein Einfluß bisher Niemanden bekannt war — ich meine den Einfluß der Witterungsverhältnisse beim Stampfen der Säulen. — Wie ich schon eingangs erwähnte, fand das Stampfen im Freien statt. Wenn nun auch an regnerischen Tagen der Beton gegen Hineinregnen durch ausgespannte Plane gesichert war, so haben doch die Versuche das auch für die Praxis beachtenswerte Ergebnis gezeitigt, daß die Festigkeit der Säulen um so geringer ausgefallen ist, je feuchter die Witterung an dem Tage des Stampfens war. — Es ist daher nicht ausgeschlossen, daß infolgedessen nicht nur die mittlere Bruchfestigkeit der gleichartigen Säulen, sondern auch die an ihnen vorgenommenen Dehnungsmessungen durch die verschiedenartigen Witterungsverhältnisse beim Herstellen der Proben beeinflusst sind.

Ueber die weiteren Ergebnisse der Reihe I ist nun Folgendes zu sagen:

Die Längenänderungen der Säulen wurden bis zu etwa 98 t Höchstlast beobachtet. Die hierbei festgestellte größte Verkürzung betrug 0,06 %. Um diesen Betrag haben auch die vier Längseisen in der belasteten Säule sich verkürzen müssen. Die Druckspannung, die hierbei in dem Eisen entstand, berechnet sich aus dem Elastizitätsmodul des Eisens zu 1260 kg/qcm. Diese Spannung blieb weit hinter der Streckgrenze des Eisens zurück, ja, sie erreichte nicht einmal dessen Elastizitätsgrenze. Sie kann daher auch keine bleibende Verkürzung und kein Nachstrecken des Eisens erzeugt haben. — Demgegenüber zeigen nun die Messungen der Längenänderungen an den Säulen, daß der Beton nicht nur schon bei weit geringeren Belastungen bleibende Verkürzungen erlitt, sondern daß die Verkürzung des Betons bei zehnmal wiederholtem Belasten ständig zunahm. — Hieraus folgt, daß die Verteilung der Spannung über den Beton- und über den Eisenquerschnitt sowohl mit wachsender Belastung als auch beim wiederholten Lastwechsel sich beständig änderte, derart, daß der auf das Eisen entfallende prozentuale Anteil der Belastung zunahm.

Nun war weiter nach Zerstörung der Säulen nicht zu erkennen, daß die Endflächen der Längseisen sich gegen die Endflächen des Betons verschoben hatten, was hätte geschehen müssen, wenn die Federung des Eisens in dem bleibend zusammengedrückten Beton hingereicht hätte, den Gleitwiderstand des Eisens im Beton aufzuheben. Hiernach ist wohl anzunehmen, daß der Beton innerhalb des nicht zerstörten Teiles der Säulen fest an dem Eisen haften geblieben ist. — Dieser Umstand zusammen mit demjenigen, daß das Eisen nur elastisch deformiert sein konnte, während der Beton bereits bleibende Zusammenrückungen erlitt, berechtigt zu dem Schluß, daß beim Entlasten zwischen beiden Materialien Wechselspannungen entstanden, derart, daß im Eisen Druckspannungen zurückblieben, im Beton dagegen durch die Federkraft des Eisens Zugspannungen erzeugt wurden.

Daß dies tatsächlich der Fall war, davon zeugt auch die Beobachtung, daß die bleibenden Verkürzungen der Säulen mit Längsbewehrung nach den gleichen Belastungen und der gleichen Lastwechselzahl geringer waren als bei den Säulen ohne Längsbewehrung.

Aus der Literatur über die anderenorts ausgeführten Versuche mit Eisenbetonsäulen sind mir keine Ergebnisse bekannt geworden, die herangezogen werden könnten, um das soeben besprochene Ergebnis damit in Vergleich zu stellen. Nur darauf möchte ich hinweisen, daß Hr. v. Emperger bei den in Oesterreich ausgeführten Versuchen im Gegensatz zu den hiesigen beobachtete, daß die Abgleichsschicht an den Druckflächen im Bereich der Endflächen der Längseisen sich nach dem Versuch als zerstört erwies.

An dieser Stelle möchte ich auch Gelegenheit nehmen, auf die interessante Arbeit des Hrn. v. Emperger über Versuche mit Säulen aus Eisenbeton und mit einbetonierten Eisensäulen hinzuweisen, die nach Erstattung meines Berichtes über die erste Versuchsreihe im Jahre 1908 erschienen ist. Hr. v. Emperger steckt für die Konstruktion von Eisenbetonsäulen als Ziel: „die volle und

gleichzeitige Ausnutzung beider Materialien beim Bruch“, und vertritt die Ansicht, daß „die Bruchlast einer Eisenbetonsäule die Summe zweier Bruchfestigkeiten sei, die von dem Verhältnis der beiden Elastizitätskoeffizienten nicht abhängt“. — Von diesem Gesichtspunkte ausgehend, berechnet v. Emperger die Bruchfestigkeit der Eisenbetonsäulen aus der Gleichung

$$nP = F_e \cdot \sigma_e' + F_b \sigma_b',$$

in der P die zulässige Belastung, n den Sicherheitsfaktor, F_e den Eisenquerschnitt, σ_e' die Knickfestigkeit des Eisens, F_b den vom Eisen eingeschlossenen Betonquerschnitt und σ_b' die Druckfestigkeit des Betons bedeuten, d. h. aus der Knickfestigkeit des Eisens und der Druckfestigkeit des von dem Eisen eingeschlossenen Betons. Das Verhältnis der Inanspruchnahme der vereinigten beiden Baustoffe ist also nach seiner Ansicht „nicht durch das Verhältnis der Elastizitätszahlen, sondern durch das Verhältnis der beiden Bruchfestigkeiten bestimmt“. Die Druckfestigkeit des Betons will er hierbei gleich der Würfelzugfestigkeit in Anrechnung gebracht haben, obgleich, wie er sagt, nicht zu übersehen sei, „daß die Druckfestigkeit des Betons durch die Anwesenheit des Eisens eine ganz bedeutende Erhöhung erfahren kann“.

Die im Vorstehenden kurz wiedergegebenen Anschauungen führen v. Emperger weiter dahin, die Eisenbetonsäule nicht mehr als einen mit Eisen bewehrten Betonpfeiler, sondern als eine Eisen-Säule anzusehen, die durch den Beton verstärkt und ausgesteift wurde. Seine Ausführungen enthalten eine Reihe von Gesichtspunkten, an denen man nicht achtlos vorübergehen kann und die mir gestattet sein möge, zunächst eingehender zu besprechen.

Die Grundlage der Empergerschen Berechnungsweise bildet, wie ich bereits hervorhob, die Annahme, daß die Bruchfestigkeit der Säulen durch die Bruchfestigkeiten der beiden vereinigten Baustoffe bedingt ist. Trifft diese Annahme zu, so müssen also die Bruchfestigkeiten, die beiden Stoffen bei Prüfung im einzelnen eigentümlich sind, in der Säule gleichzeitig erreicht werden. Daß dieser Fall gelegentlich einmal eintreten kann, wird Niemand bestreiten, daß er aber die Regel sein soll, dieser Anschauung vermag ich mich nicht anzuschließen, auch nicht in voller Würdigung der Ergebnisse des folgenden Versuches, den v. Emperger unter anderem als Beweis seiner Anschauung anführt:

Es handelt sich um eine Säule, bei der nach Abb. 3 zwei C-Eisen mit den äußeren Stegflächen parallel zueinander angeordnet und an den Enden durch je zwei Flacheisen, die auf die Flanschen aufgenietet waren, miteinander verbunden sind, worauf dann der prismatische Raum zwischen den Stegen mit Beton ausgestampft war. Die Druckfestigkeit des Eisengerippes allein ist zu 114,7 t, die der 8 Wochen alten Säule zu 126,7 t ermittelt. Der Belastungsunterschied von 9 t entfällt somit auf den Beton; er entspricht der Druckfestigkeit von 132 kg/qcm. v. Emperger sagt nun zu diesem Ergebnis wörtlich folgendes:

1. „Wir sehen also in dem Moment vor dem Ausknicken der Eisen dasselbe ebenso wie den Beton bis zu seiner höchsten Druckfestigkeit gleichzeitig ausgenutzt.“

2. „Das Ausknicken des Eisens tritt erst dann ein, wenn die erzielte bleibende Zusammendrückbarkeit des Betons dies erlaubt.“

Dem zweiten der zitierten Sätze stimme ich mit der Einschränkung zu, daß es sich nicht um die „bleibende“, sondern um die gesamte Zusammendrückbarkeit des Betons handelt. Denn das Eisen bedarf zum Einknicken einer bestimmten Verkürzung, die in dem Verbundkörper natürlich nur dann gegeben ist, wenn der Beton hinreichend

zusammengedrückt ist. Daß aber in dem Augenblick des Einknickens der Eisen tatsächlich auch die höchste Druckfestigkeit des Betons erreicht worden ist, erscheint mir nicht bewiesen.

Solange dieser Nachweis fehlt, vermag ich aus dem angeführten Versuch nur Folgendes herauszulesen: Die Zusammendrückbarkeit des Betons reichte hin, daß das zwischen den Stegen der Eisen befindliche Betonprisma, ohne zunächst selbst zerstört zu werden, sich um den Betrag λ verkürzen konnte, der zum Einknicken der Eisen erforderlich war. Die Tragfähigkeit der Eisen ging beim Einknicken mindestens stark zurück; die hierdurch freigewordene, bis dahin vom Eisen getragene Druckkraft entfiel nun auf das Betonprisma und führte auch dessen Bruch herbei. Die Zerstörung der Säule brauchte also nicht durch gleichzeitige Ueberschreitung der Eigenfestigkeiten beider Verbundmaterialien erfolgt zu sein. Wieviel Lastanteil an der Erreichung der Druckfestigkeit

des Betonprismas im Augenblick des Einknickens der Eisen noch fehlte, hängt davon ab, wie weit die in diesem Augenblick erreichte Zusammendrückung λ hinter derjenigen Zusammendrückbarkeit λ_0 noch zurückblieb, die bis zum Bruch des Betonprismas hätte erzielt werden können, wenn es für sich belastet worden wäre. Ich betone hierzu ausdrücklich, daß es sich hierbei selbstverständlich nicht um die Zusammendrückbarkeit des freistehenden Betonprismas handeln kann,

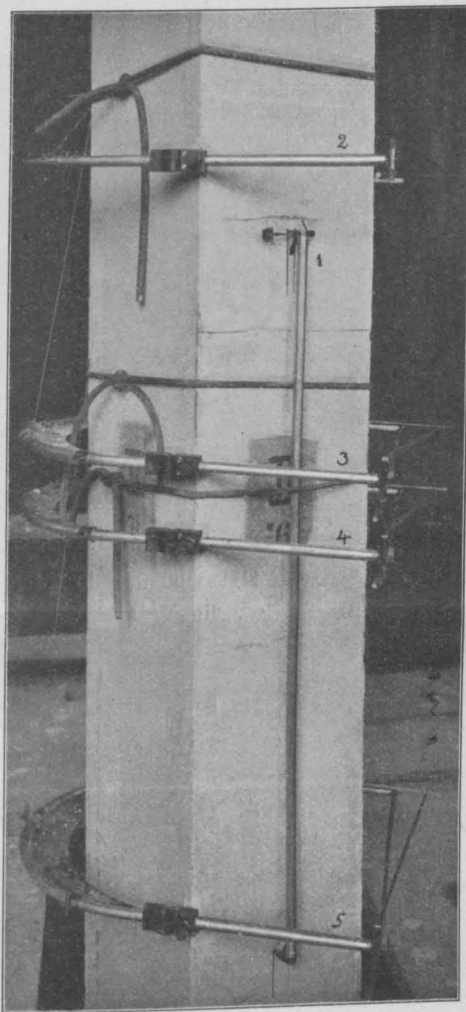


Abbildung 2.
Anordnung der Meßvorrichtungen.

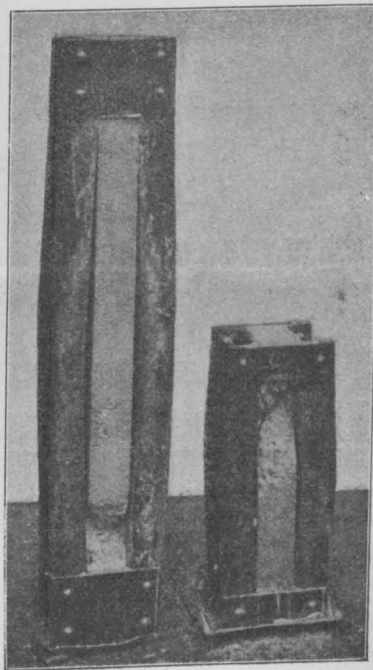


Abbildung 3. Versuch v. Emperger's.
Mit Beton ausgestampftes Säulengerippe.

sondern um diejenige des zwischen den C-Eisen stehenden Prismas, also bei teilweiser Behinderung der Querdehnung.

Ich glaube durch meine Ausführungen dargetan zu haben, daß es zur Erfüllung des Zieles, das v. Emperger sich gesteckt hat, nämlich: „die volle und gleichzeitige Ausnutzung beider Materialien beim Bruch“, notwendig ist, solchen Beton zu verwenden, der bei Erreichung seiner Bruchfestigkeit sich bei dem gegebenen Umschließungszustand gerade um so viel zusammendrückt, als zum Einknicken des Eisens erforderlich ist. Je mehr die Zusammendrückbarkeit beim Bruch des einen der beiden Stoffe die des anderen übersteigt, um so weiter bleibt die Bruchfestigkeit des Verbundkörpers hinter der Summe der Einzelfestigkeiten beider Stoffe zurück; ganz abgesehen von zufälligen Nebenumständen, die bei der Berechnung nicht in Rücksicht gezogen werden können.

Meiner bisherigen Betrachtung lag der Fall zugrunde, daß das Betonprisma im Augenblick des Einknickens der Eisen noch nicht zerstört war. Nun kann aber auch der Fall eintreten, daß zuerst der Beton bricht und nun erst das plötzlich überlastete Eisen einknickt. Dann sind aber m. E. zwei Sonderfälle zu unterscheiden:

1. Der gebrochene Beton findet an der Eisenbewehrung keinen Halt, und
 2. die Eisenbewehrung hält den gebrochenen Betonkern fest zusammen, sodaß er seitlich nicht ausweichen kann.
- Im ersteren Fall braucht die Bruchlast der bewehrten Säule nicht größer zu sein als die der unbewehrten; sie

das Eisen reißt oder einknickt und nun die Zerstörung der Säule erfolgt.

Sie werden aus dieser Darlegung erkennen, daß ich die Anschauung teile, nach der der Umschließungsgrad der Querbewehrung, aber auch die Zugspannung in der letzteren den Wirkungsgrad der Querbewehrung bedingen.

— Ich komme auf diesen Gegenstand später bei Erörterung der Brucherscheinungen nochmals zu sprechen und kehre nun zunächst zur Mitteilung der weiteren Versuchsergebnisse zurück.

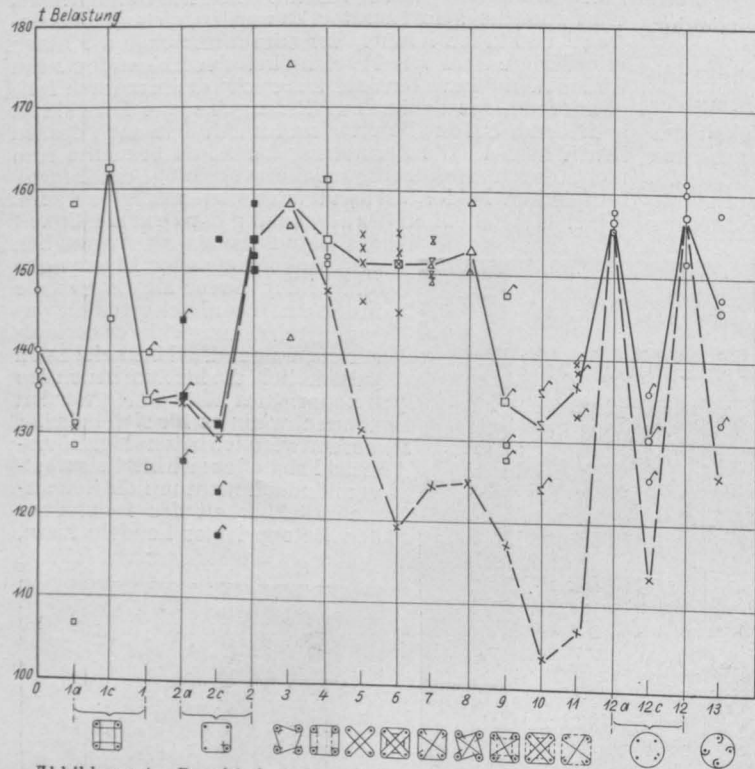
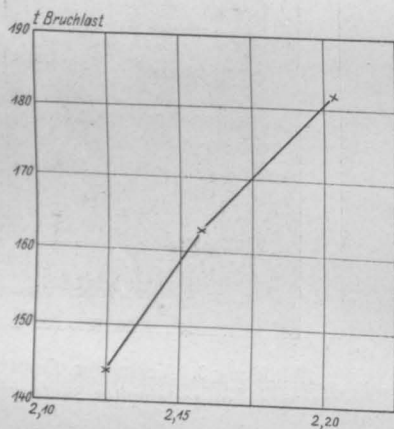


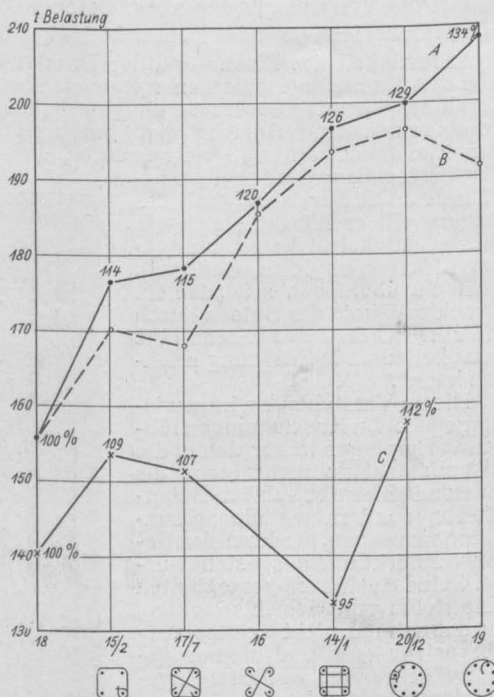
Abbildung 4. Bruchbelastungen bei den verschiedenartigen Bewehrungen. Die Bewehrungsarten sind unter der Abszissenachse gekennzeichnet. Bei gleichartiger Querbewehrung ist die Längsbewehrung bei den Säulen a fortgelassen, bei den Säulen c von 200 zu 200 mm durchschnitten. Die mit \square versehenen Beobachtungspunkte gelten für die Säulen, die bei feuchtem Wetter angefertigt sind.



Abbildungen 5. Beziehungen zwischen Raumgewicht und Bruchlast.

kann im Gegenteil, und zwar je nach der Tragfähigkeit der Längseisen, hinter der Festigkeit der unbewehrten Säule zurückbleiben, da die Bewehrungen die Kontinuität des Betons stören und bekanntlich zum Abplatzen der Oberflächenschichten des Betons, also zu Schwächungen des ursprünglichen Betonquerschnittes zu führen pflegen. — Fälle dieser Art liegen tatsächlich vor.

Wird nun aber der gebrochene Betonkern von der Eisenbewehrung fest zusammengehalten, sodaß er seitlich nicht ausweichen kann, so kommt in Frage, wie weit der Beton beim Eintritt der Zerstörung bereits zusammengepreßt, d. h. verdichtet ist, also auch welche Zugspannungen in den Querbewehrungen bereits erzeugt sind, und ob die Streckgrenze der letzteren überschritten wird oder nicht. Je nach der Lage dieser Umstände wird die Zerstörung des Betonkerns sich in einem Abfall der Belastung bemerkbar machen oder ganz unbemerkt sich vollziehen, bis schließlich unter zunehmender Belastung auch



Nummern der Säulen u. Form der Querbewehrung.

Abbildung 8. Dichtigkeit der Säulen mit verschiedenartigen Bewehrungen. * Säulen-Reihe I; • Reihe II; — — — Beginn der Rißbildung; — — — Bruchlasten.

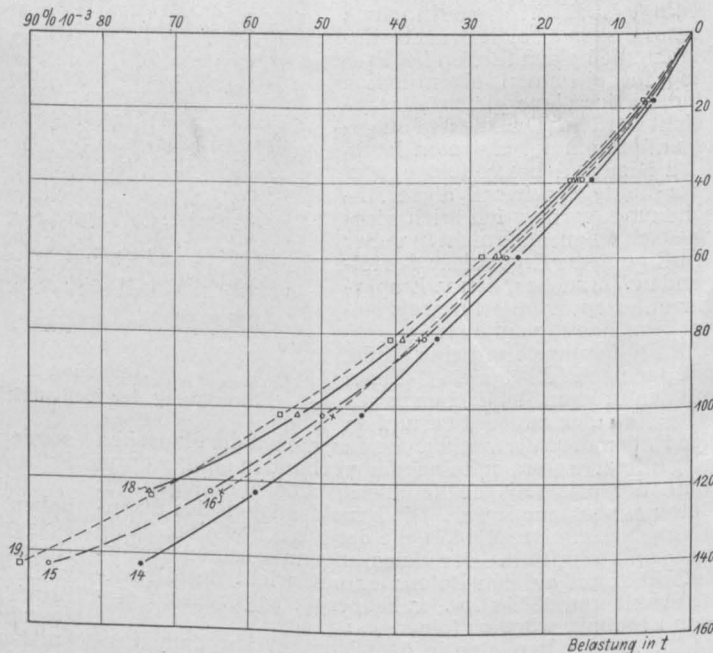


Abbildung 6. Mittlere Gesamtverkürzung der verschiedenartig bewehrten Säulen bei wechselnder Belastung.

Die Versuche mit Säulen, die nur Querbewehrung enthielten, d. h. nicht gleichzeitig mit Längseisen bewehrt waren, haben keine greifbaren Ergebnisse geliefert. Dagegen zeigen die übrigen Versuche, wie auch andere, deutlich, daß der Widerstand der Säulen gegen Druckbelastung durch die gleichzeitige Bewehrung in der Längs- und Querrichtung gesteigert wurde. Die Steigerung tritt nicht nur in verminderter Zusammendrückung, sondern bei höheren Belastungen auch in verminderter Querdehnung zutage.

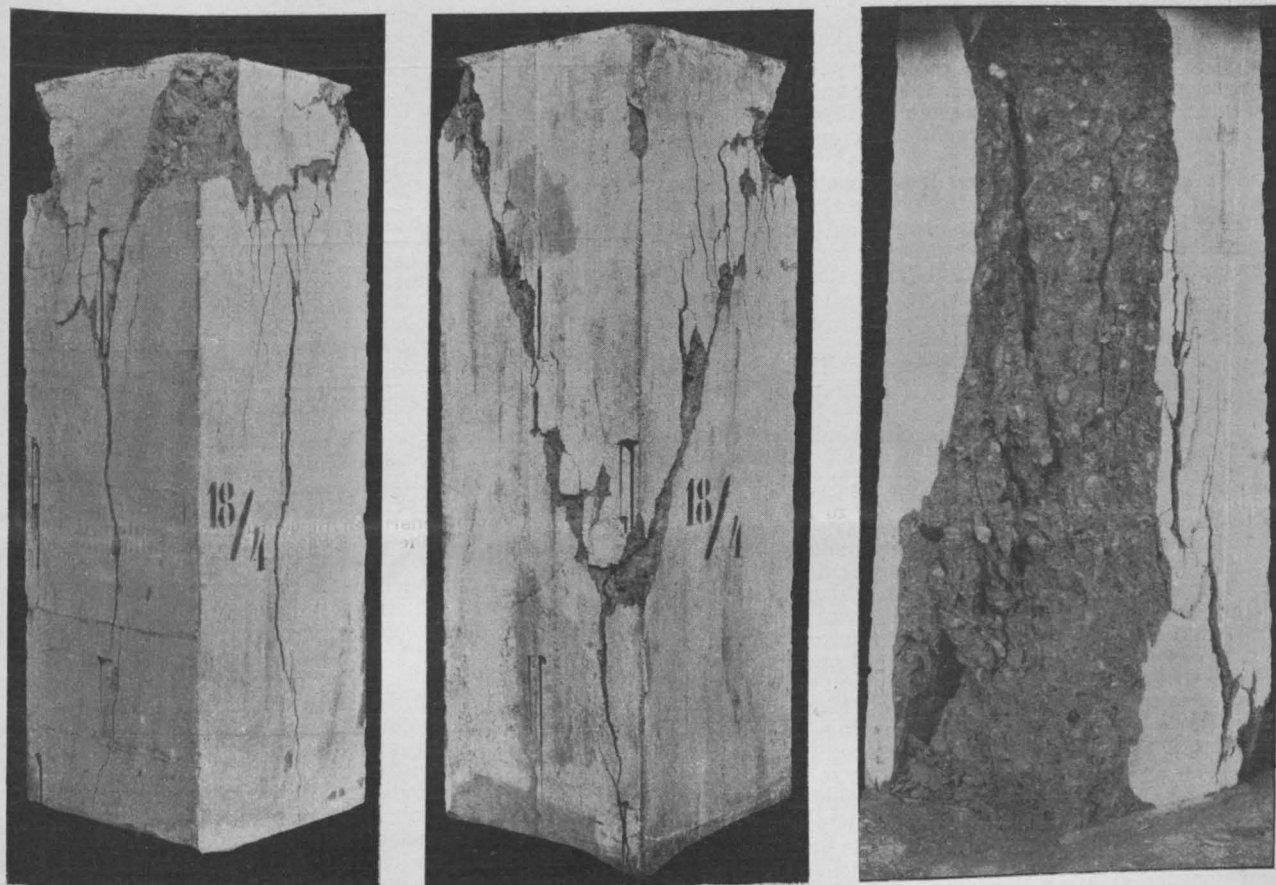
Inwieweit die Verminderung der Formänderung auf die Wirkung der Längsbewehrung allein zurückzuführen ist, läßt sich nicht erkennen, da keine Versuche vorliegen, bei denen die Säulen lediglich Längsbewehrungen enthielten. Zieht man aber die Brucherscheinungen mit heran, so tritt auch bei diesen Versuchen an dem Ausknicken der Längseisen zwischen zwei benachbarten Querbewehrungen die bekannte Tatsache zutage, daß die letzteren jedenfalls bei hohen Belastungen den günstigen Einfluß der Längseisen unterstützten.

An dieser Stelle möge auf die Versuche von Howard hingewiesen sein. Unter ihnen befinden sich solche mit Säulen, die nur Längsbewehrung enthielten, und Howard schließt aus den erzielten Ergebnissen, daß es vornehmlich die Längseisen seien, die die Festigkeit der Säulen steigern. Er sagt, die Längseisen würden zunächst nur durch den außerhalb liegenden Beton unterstützt. Erst wenn die äußere Betonschicht infolge Verbiegens der Längseisen abgesprengt sei, also bei hohen Belastungen, kurz vor dem Bruch der Säule, kämen auch die Querbewehrungen als Unterstützung der Längseisen zur Wirkung.

Vergleich der verschiedenen Querbewehrungen — davon Abstand genommen habe, die sonst üblichen Berechnungen der auf die Längseisen und den Beton entfallenden Belastungsanteile oder der Spannungen in beiden Baustoffen auszuführen. Da die Säulen sämtlich gleichen Querschnitt haben, so ergibt der unmittelbare Vergleich der erzielten Gesamtbelastungen m. E. das beste Urteil darüber, welche Bewehrungsart die größte Festigkeitssteigerung lieferte, zumal wenn man die Festigkeit der unbewehrten Säulen mit in Betracht zieht.

An der Lage der gestrichelten Linie zu der voll ausgezogenen zeigt sich zunächst, daß bei einer größeren Anzahl von Bewehrungsarten die ersten Risse bei derselben Belastung wahrgenommen sind, bei der auch der Bruch erfolgte. Bei anderen traten dagegen die ersten Risse weit früher ein als der Bruch. Es hat den Anschein, als ob die Anhäufung von Eisen in demselben Querschnitt der Säule die Rißbildung begünstigt.

Wenn nun auch wenigstens die bei trockenem Wetter gefertigten Säulen durchweg eine Steigerung der Bruch-



Abbildungen 7 a—c. Unbewehrte Säulen unter der Druckpyramide gespalten.

Die Ursache sucht Howard darin, daß die Querbewehrung nicht von vornherein satt an den Längseisen anliege. — Diesem Umstande wurde nun auch bei Anfertigung der Säulen für die vorliegende Untersuchung Rechnung getragen. Man erachtete es für erforderlich, den etwa bestehenden Zwischenraum zwischen den Längseisen und den Querbewehrungen durch Zementschlamm als Kraftüberträger auszufüllen, und wählte daher hohen Wasserzusatz, um die Schlammabildung zu fördern. Ob das erstrebte Ziel in genügendem Maße erreicht ist, lasse ich dahingestellt. Positive Beobachtungen konnten nach dieser Richtung nicht gemacht werden.

Die bei den verschiedenen Bewehrungen erzielten mittleren Bruchlasten der Säulen zeigt Abbildung 4, und zwar in der voll ausgezogenen Linie, während die gestrichelte die mittleren Belastungen beim Eintritt der ersten Risse darstellt. In dieser Abbildung sind auch die Einzelwerte mit angegeben. Sie liegen bei einzelnen Bewehrungsarten recht weit auseinander. Die Werte für die bei nassem Wetter gefertigten Säulen sind durch Fähnchen gekennzeichnet. Ihre tiefe Lage läßt vermuten, daß hier der schon erwähnte Einfluß der Witterung sich geltend gemacht hat.

Zunächst möchte ich an dieser Stelle hervorheben, daß ich im Hinblick auf den Zweck der Untersuchung —

festigkeit durch die Bewehrung erkennen lassen, so waren doch auch bei ihnen die Steigerungen auffallend klein und bei den verschiedenartigen Bewehrungen nicht wesentlich voneinander abweichend.

Auffallend war, daß mit wenigen Ausnahmen die Säulen stets am Ende, und zwar an demjenigen Ende brachen, das beim Stampfen nach oben gelegen hatte. Bei den ersten Versuchen stand dieses Ende, das kurz als Säulenkopf bezeichnet sein möge, auch in der Probiermaschine nach oben. Es erschien daher nicht ausgeschlossen, daß die Lage des Bruches durch ungünstige Wirkung des oberen Querschnittes der Maschine veranlaßt wurde. Um hierüber Aufschluß zu erlangen, ließ ich dann im weiteren Verlauf der Versuche etwa die halbe Anzahl der Säulen mit dem Kopf nach unten gerichtet prüfen. Auch diese brachen am Kopf. Es war hierdurch der Beweis erbracht, daß die Festigkeit der Säulen am Kopfende geringer war als am Fußende.

Die Berichte von Bach (1906) und Thullie (1906), soweit sie damals bereits vorlagen, ließen ersehen, daß auch bei diesen älteren Versuchen die Proben in der Mehrzahl an einem Ende gebrochen waren. Auch bei späteren Versuchen trat dieselbe Erscheinung zutage. In einigen Versuchsberichten war auf diesen Umstand hingewiesen, aber es war weder hervorgehoben, daß es das zuletzt ge-

stampfte Ende war, noch war vor Erstattung meines Berichtes eine durch Versuchsergebnisse belegte Erklärung hierfür gegeben. Thullie sagt darüber: „Da bei den früheren Versuchen die Brucherscheinung sehr oft an den Enden sichtbar wurde, so wurden, um von dem Einfluß der allfälligen ungleichmäßigen Auflagerung frei zu sein, die Köpfe und Füße der Säulen verbreitert. Die Einlagen enden in den verbreiterten Köpfen und liegen auf Blechstreifen zur besseren Verteilung der Drücke“. — Thullie führte also die Lage der Brüche an den Säulenden auf ungleichmäßige Auflagerung zurück. — Diese Ursache war bei den Versuchen im Amt ausgeschlossen. Dagegen lag es nahe, sie darin zu suchen, daß beim Einstampfen der Säulen stehend die Verdichtung des Betons nach oben hin abnimmt. Um Gewißheit hierüber zu erlangen, ließ ich das Raumgewicht des Betons an getrocknetem Material, entnommen an beiden Enden und in halber Höhe, von acht Säulen feststellen. Die Versuchsergebnisse lassen bei sieben Säulen deutliche Abnahme des Raumgewichtes nach dem oberen Säulende hin erkennen. Hiermit dürfte zur Genüge erklärt sein, weshalb die Säulen am Kopfende, aber nie am Fußende brachen. — Drei von den acht auf Raumgewicht untersuchten Säulen waren gleichartig bewehrt; für sie ergab sich, wie Abb. 5, S. 36 zeigt, Zunahme der Bruchfestigkeit mit wachsendem Raumgewicht des Betons; dagegen gingen beim Vergleich der verschiedenartig bewehrten Säulen die Bruchlasten keineswegs mit dem Raumgewicht parallel. — Ich komme hierauf später nochmals zurück.

Die Ergebnisse der bisher besprochenen Versuche, über die der jetzt gedruckte Bericht bereits Anfang 1908 erstattet ist, veranlaßten den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“, noch weitere Vorversuche über die Wirkung der verschiedenen Querbewehrungen anstellen zu lassen. Diese Ergänzungsversuche erstreckten sich aber nur auf fünf der auch in Reihe I untersuchten Bewehrungen, nämlich auf:

- Umfangsbügel in Schleifenform (s. Abb. 1, Säule 1),
 - einfache Umfangsbügel (s. Abbildung 1, Säule 2),
 - Diagonalbügel in S-Form,
 - einfache Umfangsbügel, vereinigt mit zwei Diagonalbügeln (s. Abbildung 1, Säule 7), und
 - kreisringförmige Bügel (s. Abbildung 1, Säule 12).
- Hierzu trat ferner neu hinzu:

- die Spiralumwicklung.

Die Querschnittsabmessungen waren die gleichen wie bei Reihe I. Dagegen betrug die Probenlänge statt 2 m nur 0,9 m, und der Bügelabstand statt 20 cm nur 15 cm. Die Wahl der Ganghöhe für die Spirale wurde der Firma Wayss & Freytag freigestellt; sie betrug 3,5 cm, und dieser Abstand wurde dann auch für die kreisringförmigen Bügel gewählt. Die Längsbewehrungen bestanden bei bügelbewehrten Säulen wieder aus vier Längseisen von 16 mm Durchm., dagegen erhielten die ring- und spiralbewehrten Säulen jetzt acht Längseisen von 11 mm Durchm. Ueber die verwendeten Materialien sei im Vergleich mit den zu Reihe I benutzten kurz Folgendes erwähnt.

Der Zement hatte nach den Normenproben um 9% höhere Zugfestigkeit und um 17% höhere Druckfestigkeit. Der Kiessand und Kies waren gleichen Ursprunges und von der gleichen Mischung wie früher, das Littergewicht des Gemisches war um etwa 4% größer.

Die Festigkeitseigenschaften der zu den Bewehrungen verwendeten Eisen zeigt Tabelle 1. Die Eigenschaften der beiden Sorten Längseisen 1 u. 2 von 16 u. 11 mm Durchm. waren nahezu die gleichen. Dagegen hatten die Eisen der Bügel und der Spirale (4 u. 5) wesentlich höhere Streckgrenze und höhere Festigkeit als das Eisen (3) der übrigen Bügel.

Die Säulen mit Spiralbewehrung wurden durch die Firma Wayss & Freytag, alle übrigen Säulen wieder durch die Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau angefertigt.

Die Bügel für die Querbewehrung, die wieder um Lehrbolzen gebogen waren, wurden mit den Längsstäben vor dem Beginn des Einbetonierens zu dem fertigen Gerippe zusammengesetzt und untereinander mit Draht fest verbunden. Ebenso wurden die Spirale und die Längsstäbe an allen Kreuzungsstellen miteinander verbunden.

Die Beobachtungen bei den Versuchen waren dem freien Ermessen des Amtes anheimgestellt. Sie erstreckten sich wieder auf die Bestimmung der Längenänderungen und Querdehnungen bei stufenweiser Laststeigerung sowie auf die Belastungen bei Reißbildung und beim Bruch.

Den Verlauf der Verkürzungen mit wachsender Belastung zeigt Abb. 6, S. 36. Man erkennt, daß die Säulen

Tabelle 1.
Eigenschaften des Eisens für die Bewehrungen der Säulen Reihe II.

Eisen Nr.	Mittlerer Durchmesser cm	Verwendung	Versuch Nr.	Spannungen kg/qcm				Elastizitätsmodul E	Bruchdehnung auf Länge = 11,3√f %
				Proportionalitätsgrenze σ_P	Streckgrenze σ_S	Bruchgrenze σ_B	100 $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$		
1	1,6	zur Längsbewehrung der quadratischen Säulen	1	—	2660	3890	68	—	32,8
			2	2520	2870	4150	69	2055 000	30,2
			3	—	2450	3630	68	—	33,8
			4	2460	2580	3810	68	2045 000	31,3
			Mittel	2490	2640	3870	68	2050 000	32,0
2	1,1	zur Längsbewehrung der achteckigen Säulen	5	—	2720	3730	73	2050 000	—
			6	2680	3220	4150	78	—	29,3
			7	—	3030	3860	79	—	27,8
			Mittel	2680	2990	3910	77	2050 000	28,6
3	0,7	zu den Bügeln in den Säulen 14 bis 17 mit quadrat. Querschnitt.	8	—	3700	4440	84	—	—
			9	—	3310	4210	79	—	28,2
			10	2020	3160	4040	78	2050 000	—
			Mittel	2020	3390	4230	80	2050 000	28,2
4	0,6	zu den kreisförmigen Bügeln in den achteckigen Säulen 20	11	—	—	5920	—	—	—
			12	2270	5680	6310	90	2040 000	—
			13	—	—	6570	—	—	—
			17	—	6360	6530	98	—	9,6
			18	—	6080	6170	99	—	8,3
			19	—	6290	6720	94	—	6,9
			Mittel	2270	6100	6370	95	2040 000	8,3
5	0,6	zu den Spiralen in den achteckigen Säulen 19	14	—	6330	6440	99	—	—
			15	—	6210	6330	99	—	8,2
			16	2270	5870	6400	92	2015 000	—
			20	—	6330	6460	98	—	9,3
			21	—	6190	6440	96	—	10,4
			22	—	6340	6340	100	—	10,0
			Mittel	2270	6210	6400	97	2015 000	9,5

14 mit Umfangsbügeln in Schleifenform und vier Längseisen die geringsten, die Säulen 19 mit Spiralumwicklung und acht Längseisen die größten Verkürzungen erlitten. Bei den letzteren waren sie bis zu etwa 120 t Belastung sogar größer als bei den unbewehrten Säulen 18.

Die Querdehnungen waren bei den unbewehrten Säulen am größten. Ihnen am nächsten stehen wieder die Säulen mit Spiralbewehrung; am geringsten waren die Querdehnungen bei den Säulen mit Diagonalbügeln. Hier nach sind also die Formänderungen der Säulen innerhalb der Belastungen bis zu 60% der Bruchlast durch die Spiralbewehrung am wenigsten hintangehalten. An den Säulen mit eingelegten Ringen sind aus Sparsamkeitsrücksichten Formänderungsmessungen nicht ausgeführt, so daß diese Säulen zum Vergleich leider nicht herangezogen werden können.

Zu einem interessanten Ergebnis führte der Vergleich der Längenänderungen mit den Querdehnungen, für gleiche Belastungen an derselben Säule ermittelt. Das Verhältnis beider Werte hatte sich für die unbewehrten Säulen der Reihe I zu 7 ergeben, bei denen der Reihe II betrug es dagegen nur 2. Die Querdehnung war also bei Reihe II im Verhältnis zur Verkürzung ganz erheblich größer als bei Reihe I. Zieht man nun die Raumgewichte des aus beiden Reihen entstammenden Betons mit in Betracht, so zeigt sich, daß das Raumgewicht des Betons der Reihe I um 4—5% geringer war als das des Betons aus Reihe II. Die verhältnismäßig geringere Querdehnung des Betons aus Reihe I ist daher wohl darauf zurückzuführen, daß bei gleicher Verkürzung das Material geringerer Dichte mehr in sich zusammengepreßt worden ist und sich daher weniger seitlich ausdehnte als das Material von größerer Dichte.

Die Brucherscheinungen waren bei den nur 0,9 m langen Säulen die gleichen wie bei den 2 m langen Säulen der Reihe I. Der Bruch ging wieder vom Kopfende der Säulen aus. Unter der Druckfläche bildete sich die auch aus Druckversuchen mit Würfeln bekannte Pyramide; sie wurde in die Säule hineingedrückt und brachte diese infolge von Keilwirkungen zum Aufplatzen, wie die Abb. 7a—7c, S. 37 von unbewehrten Säulen deutlich erkennen lassen. Die bei den verschiedenen Bewehrungen erzielten Festigkeiten der Säulen zeigt Abb. 8, S. 36. Die neben den Beobachtungspunkten stehenden Zahlenwerte geben die Verhältnisse, wobei die Festigkeit der unbewehrten Säulen = 100 gesetzt ist. Von den beiden oberen Linien stellt

¹⁾ Beton und Eisen 1906, S. 306.

die voll ausgezogene die Bruchfestigkeiten, die gestrichelte die Belastungen beim Beginn der Ribbildung für die 0,9 m langen Säulen dar. Die untere Linie gibt zum Vergleich die Bruchfestigkeiten der 2 m langen Säulen mit derselben Bewehrungsart.

Aus dem Verlauf der beiden oberen Schaulinien zeigt sich, daß unter den 90 cm langen Säulen die unbewehrte die geringste Bruchfestigkeit besaß und die achtseitige Säule mit Spirale die größte; der letzteren am nächsten steht die achtseitige Säule mit kreisringförmigen Bügeln.

Unter den Säulen 14–17 mit quadratischem Querschnitt hat diejenige mit einfachem Umfangsbügel die geringste und die mit Umfangsbügel in Schleifenform die größte Festigkeit ergeben. Diese Beobachtung steht im Widerspruch mit den Ergebnissen, die an den 2 m langen Säulen 2 und 1 erhalten sind; nach ihnen lieferte der Schleifenbügel geringere Festigkeiten als der einfache Bügel.

Die nur mit Diagonalbügel bewehrten Säulen 16 lieferten höhere Festigkeiten als die Säulen 15 mit einfachem Umfangsbügel. Dagegen brachte die Hinzufügung der Diagonalbügel zum einfachen Bügel (Säule 17) keine nennenswerte Festigkeitserhöhung, die Belastung beim Beginn der Ribbildung wurde sogar heruntergedrückt. Hierin liegt eine Bestätigung der gleichen, an den 2 m langen Säulen gemachten Beobachtung und auch wohl des hieran geknüpften Schlusses, daß Anhäufung von mehreren Bügeln in demselben Säulenquerschnitt das Eintreten von Rissen begünstigt.

Eine weitere Übereinstimmung der beiden Reihen I und II mit verschiedenen langen Proben liegt darin, daß die Bewehrung mit Ringen (Säulen 20 und 12) zu höheren Festigkeiten führte als diejenige mit Bügeln. Bei den 90 cm langen Säulen Reihe II ergab sich der Unterschied aber sowohl bei dieser als auch bei allen anderen Bewehrungsarten wesentlich größer als bei den 2 m langen Reihe I, wie die neben den Beobachtungspunkten niedergeschriebenen Verhältniszahlen ohne weiteres erkennen lassen.

Die Ursache für die stärkere Wirkung der Bewehrungen bei den Säulen II dürfte mit der engeren Lage der Bügel, aber auch mit der größeren Dichtigkeit des Betons zu erklären sein. Wie bereits besprochen ist, war die Querdehnung der Säulen Reihe II für gleiche Verkürzungen größer als bei den Säulen Reihe I, ferner war die Querdehnung der bewehrten Säulen bei gleichen Belastungen geringer als bei den unbewehrten, d. h. die Querbewehrung hinderte die Querdehnung zum Teil. Die hiermit verbundene Wirkung der Festigkeitserhöhung mußte aber um so größer sein, je größer die Neigung des Materials war, sich bei Druckbelastung in der Querrichtung auszudehnen, und daher bei Reihe II auch in stärkerer Erhöhung der Bruchfestigkeit der Säulen hervortreten als bei Reihe I, bei welcher der weniger dichte Beton sich unter der Druckbelastung in sich zusammendrückte, also von seiner Beanspruchung weniger an die Querbewehrungen abgab.

Literatur.

Ueber das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton. Von Dr.-Ing. Adolf Klingenlof. Berlin 1911. Verlag von Julius Springer. Pr. brosch. 2,40 M. —

Die vorliegende Abhandlung sucht, auf Grund einer kritischen Besprechung und Gegenüberstellung des umfangreichen neueren Versuchsmaterials über die Frage der Haftfestigkeit, namentlich der Arbeiten von Bach, Breuille, Müller, Preuß und Probst, sowie eigener Versuche, das eigentliche Wesen des Verbundes zwischen Eisen und Beton von neuen Gesichtspunkten aus zu erklären und für die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton neue Anhaltspunkte zu geben. Die Schlüsse des Verfassers bestätigen die schon von verschiedenen Seiten ausgesprochene Anschauung, daß die zurzeit vorgeschriebene Berechnungsweise der „Haftspannungen“ mit den tatsächlichen Vorgängen nicht im Einklang stehe, daß im allgemeinen die Berechnung der Haftspannungen überhaupt erübrigt werden könne, daß jedenfalls aber wesentliche Erleichterungen in den diesbezüglichen Vorschriften am Platze seien. Verfasser legt dabei auch die Gründe klar, die nach seiner Ueberzeugung zu der auffallenden Erscheinung geführt haben, daß sich zurzeit zwei Richtungen schroff gegenüber stehen, die beide auf Grund einwandfreier Versuchsergebnisse zu ganz verschiedenen Anschauungen über die Größe der Haftfestigkeitswerte kommen.

In dem ersten Teil der Schrift erläutert der Verfasser zunächst das Wesen des Verbundes zwischen Eisen und Beton. Man hat zwei Hauptfälle zu unterscheiden. Im ersten Falle ist das Eisen nicht allseitig von Be-

ton umschlossen, es ist nur auf den noch feuchten Beton, etwa in Form von Eisenplättchen, aufgedrückt. Nach gewisser Erhärtungsdauer des Betons kann das Eisen, das durch das Bindemittel am Beton fest anhaftet, von diesem nur durch Kraftäußerung gelöst werden. Der zweite Fall ist dagegen der im Eisenbetonbau allgemein übliche: Das Eisen ist allseitig im Beton eingebettet und wird von diesem bei der Erhärtung fest umschlossen. Das Eisen setzt dann dem Herausziehen oder Herausdrücken aus dem Beton einen gewissen Widerstand entgegen, den man im allgemeinen bisher hauptsächlich der Festklemmung des Eisens im Beton zuschrieb, die sich daraus ergibt, daß der Beton sich bei Lufterhärtung zusammenzieht, während man bei der Wassererhärtung eine Quellung annimmt. Da auch in diesem Falle die Haftung durch das Bindemittel zur Wirkung kommt, wird meist als nebensächlich behandelt, der Widerstand vorwiegend oder nach Probst ausschließlich dem mechanischen Einfluß der Klemmwirkung zugeschrieben.

Bei dem Versuche, einen allseitig einbetonierten Eisenstab aus dem Beton zu lösen, sind drei Phasen zu unterscheiden. Die erste umfaßt die Ueberwindung der Haftung, hervorgerufen durch das Bindemittel, die zweite, von der ersten aber nicht durch Messung trennbare, da eine Bewegung erst nach Ausschaltung beider Widerstände eintritt, umfaßt die Ueberwindung der ruhenden Reibung des Stabes, hervorgerufen durch die Klemmung des Eisens im erhärteten Beton. Mischungsverhältnis, Wasserzusatz, Alter des Betons und Aufbewahrungsweise der Proben, sowie schließlich die Oberflächenbeschaffenheit des Eisens sind nach den bisherigen Versuchen hier die Hauptfaktoren. Die dritte Phase schließlich umfaßt die Ueberwin-

Daß die unbewehrten Säulen Reihe II größere Festigkeit besaßen als die der Reihe I, erklärt sich ohne weiteres mit der größeren Festigkeit des Betons der ersteren. Ich glaube nicht, daß man nötig hat, den Einfluß der Längenunterschiede zur Erklärung mit heranzuziehen.

Zur richtigen Beurteilung der hohen Festigkeiten der Säulen mit kreisförmigen Bügeln und Spirale darf nicht außer acht gelassen werden, daß die zu diesen Bewehrungen verwendeten Eisen die außerordentlich hohe Streckgrenze von 5680 und 6140 kg/qcm besaßen, bei Bruchfestigkeiten von 6270 und 6390 kg/qcm, während die Spannungsgrenzen bei dem Eisen der anderen Querbewehrungen wesentlich niedriger liegen. Bei ihnen beträgt σ_S nur 3390 kg/qcm und σ_B nur 4230 kg/qcm. Wie ich in meinem Bericht eingehend dargelegt habe, berechnet sich die Zugspannung der Spiraleisen beim Beginn der Ribbildung aus der Querdehnung der Säulen und dem Elastizitätsmodul des Eisens zu etwa 1000 kg/qcm. Sie erreichte also beim Eintreten der ersten Risse im Beton nicht einmal die Elastizitätsgrenze des Eisens, geschweige denn seine Streckgrenze. Nun hat sich aber bei den Versuchen mit den Säulen gezeigt, daß deren Bruch, d. h. die Erreichung der Höchstlast, begleitet war von dem Zerreißen der Spirale an einer Stelle, und bei wiederholtem nochmaligen Belasten riß die Spirale dann auch noch an anderen Stellen.

Aus den dargelegten Umständen wird man schließen können, daß besonders hohe Festigkeit des Eisens der Spirale den Beginn der Ribbildung in den Säulen nicht dürfte beeinflussen können, wohl aber die Bruchlast der Säule.

Trotz der hohen Festigkeit des zu den Spiralen verwendeten Eisens übersteigt die Bruchlast der Säulen (208,6 t) die Belastung bei Beginn der Ribbildung (191,6 t) nur um den Betrag von 17 t.

Was über die Beanspruchung der Spirale gesagt ist, sollte von den kreisringförmigen Bügeln ebenfalls gelten. Nun sind an den Säulen 20 mit dieser Bewehrungsart leider keine Messungen angestellt, und lassen die Versuche daher keinen Schluß zu, wie hoch die Bügel beim Eintreten der Risse beansprucht waren. Auffallend ist es aber, daß diese Säulen höhere Belastungen, für den Beginn der Ribbildung aber geringere Bruchlasten lieferten als die Säulen mit Spiralbewehrung.

Es liegt nahe, diese Beobachtung damit zu erklären, daß die Hakenbefestigungen an den Enden der Bügeleisen bei höheren Belastungen nachgaben. Dies ist aber nicht eingetreten, vielmehr sind keinerlei Aufbiegungen an den Haken vorhanden. Vielleicht ist aber die verhältnismäßig geringe Belastung für den Beginn der Ribbildung bei den spiralbewehrten Säulen 19 gegenüber den Säulen 20 mit eingelegten Ringen damit zu erklären, daß die ersten wiederholten Be- und Entlastungen unterlagen, während die Belastung bei den Säulen 20 stetig bis zum Bruch gesteigert worden ist. —

(Schluß folgt.)

(Schluß folgt.)

(Schluß folgt.)

dung des Widerstandes der Bewegung, den Gleitwiderstand, für dessen Größe namentlich die Abweichung des Stabes von der prismatischen Form von Einfluß ist.

Kleinlogel kommt auf Grund des vorliegenden Versuchsmaterials zu dem Schlusse, daß bei den beiden ersten Phasen der klebende Einfluß des Bindemittels keineswegs so gering sei, wie bisher angenommen. Er schlägt noch Versuche in bestimmter Richtung vor, bei denen die klebende Wirkung ganz aufgehoben wird, sodaß der Einfluß der Klemmwirkung allein verfolgbar wird. Letztere spielen aber im Verbunde des Eisens mit dem Beton keinesfalls die bedeutende Rolle, die ihr z. B. Probst zuweise, vielmehr sei die Verbundwirkung zum kleineren Teile zurückzuführen auf die Wirkung der reinen Haftung, zum größten Teile aber auf den Reibungswiderstand der Bewegung, den Gleitwiderstand.

Das bis zum Eintritt einer Verschiebung zwischen Eisen und Beton der reinen Haftung der Haupteinfluß zugewiesen wird, behält Kleinlogel für diese Phasen die Bezeichnung „Haftfestigkeit“ bzw. „Haftspannungen“ für die minderen Belastungszustände bei. Für den zuerst von Bach angewendeten Ausdruck „Gleitwiderstand“ bzw. „Gleitspannungen“ möchte er sich erst dann entscheiden, wenn weitere Versuche den Nachweis erbringen, daß tatsächlich dem Gleitwiderstand der Hauptanteil am Gesamtwiderstand zuzuschreiben ist und die reine Haftung dagegen zurücktritt.

Bezüglich der wahren Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton im gebogenen Balken führt Kleinlogel einen bereits von Bach und Mörsch ausgesprochenen Gedanken weiter aus, daß die jeweilige Größe der Haftspannung abhängt von der Aenderung der Zugkraft im Eisen. Das Maximum der Beanspruchung des Verbundes zwischen Eisen und Beton findet er dort, wo ein Maximum in der Aenderung der Zug- oder Drucklast im Eisen vorhanden ist, d. h. in der Nähe der gefährlichen Rißstellen. Die Auflösung des Verbundes setzt ein, sobald diejenige Zugkraft im Eisen überschritten wird, bei welcher noch durch die Haftfestigkeit eine Uebertragung in den Beton möglich ist. Das Maximum der Beanspruchung durchläuft dabei rasch die ganze Länge des Eisens, die Plötzlichkeit der Auflösung des Verbundes wird aber dadurch gemildert, daß sofort der Gleitwiderstand als hemmender Faktor einsetzt. Die Haftfestigkeit steht mit der Zugfestigkeit insofern in einem gewissen Abhängigkeitsverhältnis, als der bessere Beton erst später Zugrisse zeigt, sodaß die kritische Eisenspannung, bei welcher die Haftspannung des Betons überwunden wird, erst viel später eintritt als bei Beton von geringer Zugfestigkeit.

Da nach Vorstehendem das „Maximum der Beanspruchung des Verbundes nicht in der Nähe der Auflager, sondern in Zonen zu suchen ist, die durch die Zahl und Formgebung der aus anderen konstruktiven Gründen vorhandenen Eiseneinlagen sowieso schon sehr vorteilhaft in dieser Richtung bedacht sind“, so ist eine Berechnung der Haftspannungen im allgemeinen überhaupt überflüssig. Die jetzige Vorschrift mit einer gleichmäßigen Verteilung der Haftspannungen auf die gerade durchlaufenden Stäbe von den Balkenenden entspricht jedenfalls nicht den tatsächlichen Verhältnissen und gibt selbst als Vergleichsmaßstab ein unzutreffendes Bild. Das ist der Gedankenengang der Kleinlogel'schen Schrift, die wesentlich zur Klärung der vielumstrittenen Frage beitragen dürfte; sie verdient besonderes Interesse und ein eingehendes Studium durch die Fachwelt.

Vermischtes.

Weitere Versuche über die Bewährung des Portland-Zement-Betons im Seewasser. Auf der 34. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, über die wir in No. 4 kurz berichtet haben, machte Hr. Prof. Dr. Rudolf Dyckerhoff, Amöneburg, die nachstehenden Mitteilungen und Vorschläge über weiter erforderliche werdende Versuche über die Haltbarkeit von Portlandzement-Beton im Meerwasser: „Die große Versuchsreihe auf Sylt, vom preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten im Jahre 1902 ausgeführt, hatte ergeben, daß die Quader um so besser der Einwirkung des Seewassers widerstehen, je fetter der Mörtel, je höher seine Anfangsfestigkeit ist und je länger die Quader an der Luft gelagert haben. Ich schlug deshalb auf der letzten Generalversammlung vor, auf Sylt Versuche anzustellen, um zu ermitteln, welche dichten Mörtel schon nach kürzester Frist von einigen Tagen oder Wochen der chemischen und mechanischen Einwirkung des Meerwassers widerstehen, und empfahl dazu folgende Mörtelmischungen zu verwenden:

1	Portland-Zement	+ 1	Sand		
1	„	+ 0,7	„	+ 0,3	Traß
1	„	+ 0,7	„	+ 0,3	Sandmehl
1	„	+ 2	„		
1	„	+ 1,4	„	+ 0,6	Traß
1	„	+ 1,4	„	+ 0,6	Sandmehl.

Mit diesen Mörteln sollen Platten von 50 · 50 · 8 cm Größe, wie sie bei unseren letzten Versuchen auf Sylt zur Ermittlung des Einflusses von Gips in Zement benutzt wurden, angefertigt und wie diese auf dem Hafendamm in Munckmarsch verlegt werden.

Ferner schlug ich vor, Mörtelmischungen zum unmittelbaren Betonieren unter Wasser zu prüfen, worüber wir bis jetzt noch keine Versuche ausgeführt haben. Im Süßwasser hat sich bei Schüttbeton ein Zusatz von Kalk bewährt, im Seewasser wäre statt dessen Traßkalk zu nehmen. Für die auszuführenden Versuche schlage ich vor, Traßkalk zu nehmen im Verhältnis von $1\frac{1}{2}$ Traß zu 1 Kalk, wie sich solches auch bei den Versuchen auf Sylt bewährt hat. Für Schüttbeton im Seewasser müßte der Mörtel auch möglichst dicht sein und müßten etwa folgende Mörtelmischungen geprüft werden:

1	Portl.-Z.	+ 2	Sand	+ 1,0	Traßkalk	= 0,6	Traß	+ 0,4	Kalk
1	„	+ 3	„	+ 1,5	„	= 1,0	„	+ 0,5	„
(genau: 0,9 Traß + 0,6 Kalk)									
1	„	+ 4	„	+ 2,0	Traßkalk	= 1,2	Traß	+ 0,8	Kalk.

Mit jeder Mischung sollen Probekörper angefertigt werden durch Einfüllen des Mörtels mittels Trichter unter Seewasser in zylindrische Formen von etwa 10—20 cm Durchmesser und Höhe. Bei den angeführten Mischungen für Stampfbeton halte ich die Prüfungen von Betonprobekörpern nicht für erforderlich, die angefertigten Platten geben genügend zu erkennen, welcher Mörtel am besten nach kürzester Zeit dem Meerwasser widersteht. Außerdem ist für Stampfbeton das Verhältnis von 1 Raumteil Mörtel zu 2 Raumteilen gemischtem Steinschlag durch die Sylt-Versuche schon bekannt.

Für Schüttbeton würde ich empfehlen, auch Betonmischungen zu prüfen und hierzu würde nach meinen Versuchen im Süßwasser auf 1 Raumteil Mörtel 1 Raumteil gemischter Steinschlag anzuwenden sein. Hierzu würde ich vorschlagen, das Einfüllen des Betons in Zylinder von 40 cm Durchmesser und 40 cm (?) Höhe (Blechstärke 1 mm) unter Seewasser mittels eines Sackes vorzunehmen, am besten in den Seewasserbehältern auf Sylt in Westerland selbst und dann nach entsprechender Zeit (6—12 Tagen) zu entformen. (Die Firma Dyckerhoff & Widmann in Biebrich hat ähnliche Versuche im Süßwasser ausgeführt.) Von den betr. Probestücken wären eine Anzahl nach geeigneter Zeit in den Buhnen zu versenken, oder im Hafen zu Munckmarsch.

Die von Hrn. Marine-Brt. Rollmann vorgeschlagenen Mörtel für Schüttbeton stimmen mit den meinigen soweit überein, nur setzt derselbe auf 1 Teil Zement noch 0,8 Teile Traß besonders zu. Der von ihm vorgeschlagene Schüttversuch durch Einschütten des Betons im ruhigen Wasser zwischen Spundwänden wäre ebenfalls noch zu empfehlen. Für Festigkeitsprüfungen solchen Betons käme wohl nur das Eintragen des Mörtels oder Betons in die unter Wasser befindlichen Formen und dauerndes Verbleiben der Probekörper im Seewasser in Betracht.

Die so gewonnenen Festigkeitszahlen sind jedenfalls geringer als die Festigkeit, welche Schüttbeton, zwischen Spundwänden hergestellt, erreicht; sie gestatten aber einen Vergleich der verschiedenen Mörtel- und Betonmischungen untereinander.

Wir haben in unserem Bericht Seite 32 schon kurz erwähnt, daß der anwesende Vertreter der preuß. Wasser-Bauverwaltung Hr. Minist.-Dir. v. Dömming die Erklärung abgab, daß seine Verwaltung gern bereit sein werde, auch diese Versuche zusammen mit dem Verein durchzuführen. Die Frage der Bewilligung von Staatsmitteln für diese Zwecke könne aber erst nach Aufstellung eines festen Programmes beantwortet werden.

Werden diese Versuche noch durchgeführt, so liegt ein außerordentlich umfangreiches wissenschaftliches Versuchsmaterial über die Bewährung des Portland-Zementes im Seewasser vor. Das erfreuliche Ergebnis dieser Versuche ist, wenigstens für unsere Verhältnisse, daß der Portland-Zement im Seewasser sich im allgemeinen besser bewährt, als alle anderen hydraulischen Bindemittel und daß aus ihm hergestellte Betonkörper bei entsprechenden Eigenschaften des Portland-Zementes und richtiger Zusammensetzung und Behandlung des Betons, den Einflüssen des Seewassers auf lange Zeit widerstehen.

Inhalt: Versuche mit Betonsäulen. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.